

2. LANDASAN TEORI

2.1. Deskripsi Tipe Struktur

2.1.1. *Stiffness* dan Pembatasan Simpangan Lateral

Pada dasarnya terdapat 3 hal yang menentukan dalam desain struktur, yaitu kekuatan (*strength*), kekakuan (*rigidity / stiffness*), dan stabilitas (*stability*) struktur. Khusus pada bangunan tinggi, faktor kekakuan dan stabilitas struktur menjadi makin dominan dalam desain. Apabila kekakuan struktur berkurang, maka sebagai konsekuensinya simpangan yang terjadi akan membesar begitu juga sebaliknya. Suatu besaran yang umum digunakan untuk membatasi simpangan lateral ini adalah *drift index*, yaitu perbandingan antara simpangan lateral maksimum di ujung atas struktur terhadap tinggi struktur secara keseluruhan. Dalam desain sering juga dievaluasi nilai simpangan antar tingkat (*interstory drift index*) untuk mengetahui kemungkinan terjadinya deformasi lokal yang berlebihan.

Peraturan desain struktur yang berbeda memberikan syarat nilai *drift index* yang bervariasi, namun Smith (1991) menyebutkan bahwa secara umum nilai ini bervariasi antara 0,001 sampai dengan 0,005. Umumnya syarat *drift index* ini dikaitkan dengan fungsi operasional struktur tersebut, misalnya nilai *drift index* yang lebih rendah digunakan pada bangunan hotel dan apartemen. Di Indonesia, nilai *drift index* disyaratkan tidak lebih dari $0,03/R$ dan 30 mm, dimana R adalah faktor reduksi gempa, sesuai syarat kinerja struktur gedung dalam SNI 03-1726-2002 (pasal 8.1)

2.1.2. Deskripsi Sejumlah Tipe Struktur Bangunan Tinggi

2.1.2.1. Dinding Geser (*Shearwall / Cantilever wall*)

Shearwall merupakan salah satu elemen struktur berupa dinding vertikal menerus yang tebal dari beton bertulang yang berfungsi sebagai pemikul beban gravitasi dan beban lateral dari segi struktural. Sistem ini sering digunakan dalam perencanaan struktur bangunan tinggi dengan tujuan agar *lateral displacement* yang terjadi pada struktur tidak terlalu besar, selain itu juga berfungsi untuk

mereduksi momen yang terjadi pada portal sehingga dimensi struktur dapat dibuat seefisien mungkin akibat gaya lateral. Umumnya pada bangunan tinggi dipasang lebih dari satu dinding geser yang membentuk suatu elemen struktur yang disebut *core*. *Core* dapat dianalogikan sebagai suatu *cantilever column* yang berdiri vertikal di atas permukaan tanah dan dapat berfungsi menahan beban lateral yang dikenakan.

Smith (1991) menyebutkan bahwa struktur dinding geser dapat berfungsi efektif dan cukup ekonomis apabila digunakan pada bangunan ketinggian antara 15 sampai dengan 30 lantai. Untuk bangunan yang lebih tinggi dari itu, efektivitas sistem struktur ini akan berkurang dalam mereduksi simpangan lateral yang terjadi.

Dinding geser yang digunakan dalam penelitian ini adalah dinding geser beton bertulang kantilever. Berdasarkan konsep SNI 03-1726-2002, struktur *shearwall* ini mengalami keruntuhan akibat momen lentur (bukan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser disyaratkan tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 meter.

Kinerja dinding geser dalam menahan beban lateral ditentukan oleh interaksi antara pelat lantai (*horizontal floor plane*) dengan dinding geser itu sendiri. Selain itu pengaturan geometris dari sistem ini menentukan distribusi gaya lateral ke dinding geser tersebut. Jika resultan gaya lateral bekerja melalui pusat kekakuan dari bangunan, maka hanya timbul gaya translasi.

Pemodelan diafragma (*floor diaphragm*) dapat diidealisasikan menjadi dua macam, yaitu:

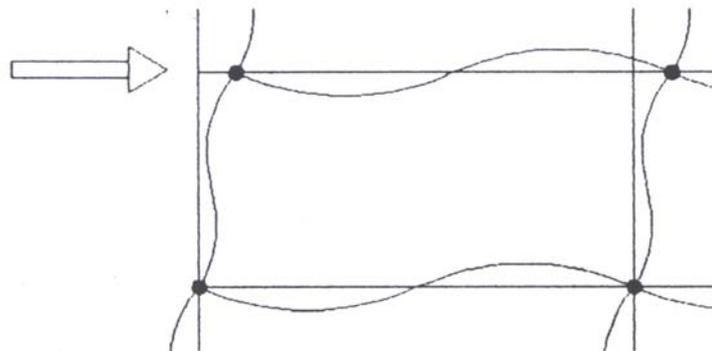
1. *Rigid diaphragm*, adalah diafragma yang mempunyai kekakuan tidak terhingga dalam bidangnya (*infinite in-plane stiffness*) sehingga simpangan lateral dari semua elemen vertikal struktur pada ketinggian lantai tertentu adalah sama.
2. *Flexible diaphragm*, adalah diafragma yang memiliki kekakuan yang terbatas dalam bidangnya, dimana kekakuan ini ditentukan oleh ketebalan dari *slab* itu sendiri, sehingga elemen vertikal yang berbeda akan memiliki simpangan lateral yang berbeda pula walaupun berada pada ketinggian lantai yang sama.

Pemodelan lantai diafragma yang dipergunakan pada penelitian ini adalah *rigid diaphragm*. Lumantarna (2002) menyimpulkan bahwa transfer gaya lateral dari dinding geser menuju kolom eksterior menggunakan pemodelan *rigid diaphragm*.

Peraturan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung Indonesia mensyaratkan nilai faktor reduksi gempa (R) sebesar 4,5 untuk dinding geser beton bertulang yang berfungsi memikul beban lateral dan hampir semua beban gravitasi yang bekerja pada gedung.

2.1.2.2. Rigid Frame

Rigid frame terdiri dari kolom-kolom dan balok-balok yang dihubungkan secara *rigid / continuous* sehingga pertemuan antara kolom dan balok dapat menahan momen. Karena sifat hubungan yang monolit antara kolom dan balok, maka mekanisme *rigid frame* dalam menahan beban lateral merupakan suatu respons bersama dari balok dan kolom, terutama respons lentur (*flexure*) dari kedua jenis elemen tersebut. Hal ini ditunjukkan pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1. Respons Lenturan Simultan Balok dan Kolom (Schueller, 2001)

Schueller (2001) menjelaskan bahwa simpangan lateral yang dialami *rigid frame* merupakan kombinasi antara *cantilever bending* dan lenturan dari kolom dan balok-balok.

a) *Cantilever bending*

Lenturan ini dikenal sebagai *chord drift*. Pada saat menahan momen guling (*overturning moment*) akibat beban lateral, *frame* secara keseluruhan

beraksi sebagai suatu batang kantilever yang dapat melentur, selanjutnya lenturan ini disalurkan dalam bentuk deformasi aksial dari kolom-kolom penyusunnya.

Cantilever bending ini secara tipikal menyumbangkan 20% dari total *drift* struktur.

b) *Bending* dari balok dan kolom

Sebagai akibat dari adanya gaya geser / lintang baik pada kolom maupun pada balok, timbul momen lentur pada keduanya. Akibat lenturan ini, terjadi distorsi terhadap bentuk *frame* secara keseluruhan. Tipe deformasi ini secara tipikal menyumbangkan $\pm 80\%$ dari total *drift* struktur, dimana 65% adalah akibat lenturan balok, sedangkan 15% adalah akibat lenturan kolom.

Rigid frame ini juga mampu menahan beban gravitasi yang besar, di mana beban semacam ini akan menimbulkan momen negatif yang besar pada bagian tumpuan balok.

Walaupun *rigid frame* ini mampu berperan ganda dengan sama baiknya untuk menahan beban lateral maupun beban gravitasi, namun terdapat sejumlah kelemahan, antara lain:

- a) Desain yang cukup rumit karena dimensi balok maupun kolom yang tidak seragam sepanjang ketinggian struktur, dimana makin mendekati dasar dimensi elemen struktur akan makin besar. Akibatnya terdapat kemungkinan pada lantai paling bawah, luas pemakaian lantai akan berkurang akibat dimensi kolom yang relatif besar.
- b) Pelaksanaan yang kurang praktis, khususnya pada struktur beton, dimana dibutuhkan pekerjaan bekisting yang lebih rumit untuk membuat balok-balok, dibandingkan dengan pengecoran *flat slab*.

Peraturan Perencanaan Ketahanan Gempa Indonesia menetapkan syarat faktor reduksi gempa (R) sebesar 8,5 untuk struktur *rigid frame* ini.

2.1.2.3. *Shearwall-Frame*

Sebagai modifikasi dari sistem *rigid frame*, untuk meningkatkan kekakuan struktur terhadap beban lateral, terdapat pula sistem kombinasi antara *rigid frame* dengan dinding geser (*shearwall / core*). Pada struktur kombinasi ini, balok-balok portal menghubungkan secara *rigid* antara *shearwall* dengan kolom-kolom *frame*. Hubungan yang *rigid* dari balok-balok portal ini memungkinkan

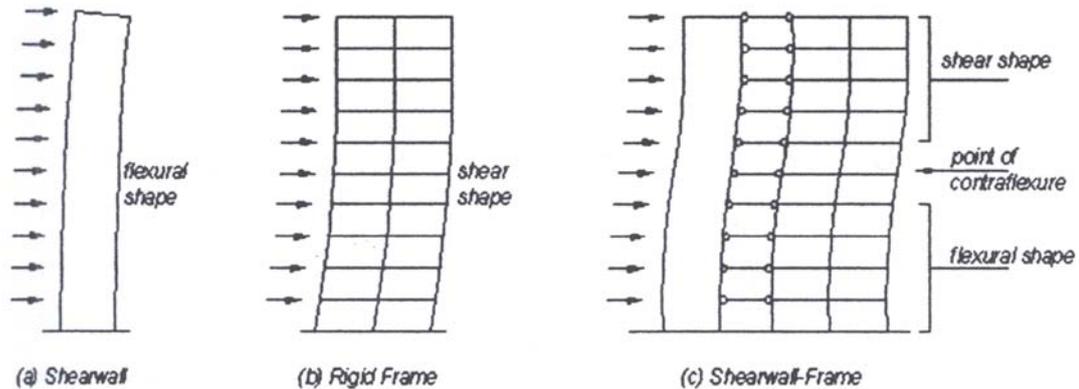
terjadinya interaksi antara *shearwall* dengan *frame* dari bangunan secara keseluruhan.

Pada saat struktur tipe ini dibebani secara lateral, terjadi *kopel* momen pada ujung-ujung balok portal, sehingga terjadi transfer gaya momen dari ujung balok portal tersebut menjadi gaya aksial pada kolom-kolom luar. Dengan demikian *shearwall* tidak berfungsi sendiri sebagai pemikul beban lateral.

Gaya-gaya aksial pada kolom ini selanjutnya akan membentuk momen kopel yang melawan momen luar akibat gaya lateral, sehingga momen akibat gaya lateral yang terjadi pada *shearwall* akan tereduksi. Simpangan lateral akan jauh berkurang sebagai akibat penahanan rotasi pada *shearwall* oleh balok-balok.

Smith (1991) menjelaskan bahwa perbandingan kekakuan *shearwall* terhadap *frame* makin kecil nilainya seiring dengan peningkatan jumlah lantai struktur. Perubahan dari kekakuan relatif bagian atas *shearwall* sehubungan dengan jumlah lantai disebabkan oleh fleksibilitas bagian atas *shearwall* tersebut, dimana *shearwall* berperilaku seperti *flexural cantilever*. Sedangkan fleksibilitas dari *frame*, dimana *frame* berperilaku seperti *shear cantilever*. Oleh karena itu, ketinggian atau jumlah lantai menentukan pengaruh *frame* terhadap kekakuan lateral dari struktur *shearwall-frame*.

Dinding geser berdefleksi dalam mode lentur (*flexural shape*) dengan sudut defleksi atau *slope* sama dengan nol pada bagian bawah dan mempunyai simpangan terbesar di level paling atas dari *shearwall*. Sedangkan *frame* berdefleksi dalam mode geser (*shear shape*) dengan *slope* sama dengan nol pada bagian atas dan mempunyai simpangan terbesar pada bagian dasar. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2. Mekanisme Penahanan Beban Lateral sebagai Interaksi antara *Shearwall* dan *Frame* (Smith, 1991)

Pada saat *shearwall* dan *frame* dihubungkan dan beban lateral diberikan pada struktur tersebut, bentuk defleksi dari struktur ini akan menghasilkan pola lentur pada bagian bawah dan pola geser pada bagian atas. Gaya aksial pada elemen penghubung menyebabkan *shearwall* menahan simpangan *frame* pada bagian bawah dan *frame* menahan simpangan *shearwall* pada bagian atas. Masing-masing berperilaku sebagai *restrainer* bagi yang lain.

Faktor reduksi gempa (R) yang disyaratkan oleh peraturan gempa Indonesia untuk struktur *shearwall-frame* beton bertulang nilainya berkisar antara 5,5 sampai dengan 6,5. Faktor R untuk dinding geser beton bertulang berangkai daktail disyaratkan sebesar 6,5, sedangkan untuk dinding geser beton bertulang kantilever sebesar 5,5 hingga 6.

2.1.2.4. *Shearwall-Outrigger*

Sistem struktur *outrigger* adalah suatu sistem struktur yang biasa digunakan untuk menahan gaya lateral pada bangunan tinggi. Sistem ini pada prinsipnya mencakup tiga elemen utama, yaitu *core*, balok atau rangka batang "raksasa", dan kolom eksterior dari bangunan. Secara umum, aplikasinya berupa rangka batang berdimensi besar yang menghubungkan kolom luar (*exterior column*) dengan *core* yang terletak di tengah bangunan.

Sistem *outrigger* ini berperan efektif khususnya pada keadaan dimana struktur *shearwall* dan *rigid frame* tidak lagi mencukupi kekakuan struktur yang

disyaratkan. Schueller (2001) menyebutkan bahwa keadaan ini umumnya dijumpai pada struktur dengan ketinggian lebih dari 30 lantai.

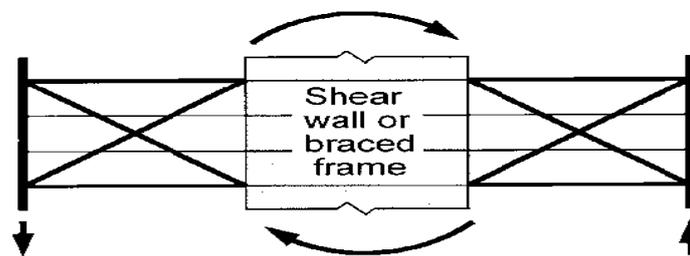
Dimensi yang besar dan syarat penempatannya yang sangat mengganggu fungsi lantai yang bersangkutan menjadi kelemahan tersendiri dari sistem *outrigger* ini. Nair (1998) mengungkapkan sejumlah kelemahan yang patut dicermati dari sistem ini, antara lain:

- a) Kebutuhan *space* yang harus disediakan untuk penempatan *outrigger* relatif besar, sehingga menjadi hambatan dalam optimalisasi penggunaan lantai bangunan secara keseluruhan. Dalam prakteknya, penggunaan *outrigger* ini seringkali memaksa pergeseran fungsi lantai yang bersangkutan menjadi lantai ruang mekanikal.
- b) Merugikan dalam pertimbangan estetika dari sudut pandang desain arsitektur dan aspek fungsional.
- c) Pendetailan sambungan antara *outrigger trusses* dengan *core* cenderung sangat rumit, khususnya bila dipakai *core* dari konstruksi beton bertulang.
- d) Adanya tegangan yang besar pada *outrigger trusses* akibat perbedaan perpendekan elastis antara *core* dan kolom eksterior yang menjadi bagian dari sistem *outrigger* secara keseluruhan.
- e) Kontribusi seluruh kolom eksterior kurang optimal karena hanya sebagian saja yang turut bekerja dalam sistem *outrigger* ini, yang lebih lanjut dikenal sebagai kolom-kolom super (*supercolumn*).

Sebagaimana dikemukakan sebelumnya, *outrigger trusses* menghubungkan langsung *core* dengan kolom-kolom eksterior. Secara singkat, Smith (1991) menjelaskan bahwa bila struktur mengalami beban lateral, rotasi *core* akan ditahan oleh *outrigger* dengan cara mengubah sebagian momen luar yang dialami *core* menjadi gaya kopel berupa gaya-gaya aksial pada kolom-kolom eksterior. Sehingga akibat beban lateral yang dialami struktur, pada kolom-kolom eksterior akan timbul tambahan gaya aksial yang bersifat :

- a. Tarikan pada kolom-kolom di sisi bangunan yang diberi beban lateral / dari arah datangnya beban lateral.
- b. Tekanan pada kolom di sisi jauh dari arah datangnya beban lateral.

Mekanisme ini selanjutnya akan meningkatkan kekakuan lateral struktur secara keseluruhan, sekaligus mengurangi simpangan lateral maupun momen jepit pada *core* (*core base moment*). Nair (1998) mengemukakan pula bahwa yang perlu dicermati dari mekanisme ini adalah perpendekan dan perpanjangan elastis dari kolom-kolom eksterior maupun deformasi aksial dari *outrigger trusses* yang dapat mengakibatkan terjadinya sedikit rotasi pada titik hubung *core* dan *outrigger*. Mekanisme penyaluran beban lateral pada sistem *outrigger* konvensional ini ditunjukkan pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3. Mekanisme Transfer Gaya pada Sistem *Outrigger* (Nair, 1998)

2.1.2.5. *Belt truss* sebagai *Virtual Outrigger*

Oleh karena adanya kelemahan-kelemahan dalam penggunaan sistem *outrigger* dalam desain bangunan bertingkat tinggi, maka perlu dikembangkan sistem struktur yang mampu mengantisipasi atau meniadakan kekurangan yang ada pada *outrigger*, dengan mempertahankan fungsi efektif yang dimiliki *outrigger*. Nair (1998) mengusulkan penggunaan *belt truss* yang mempunyai perilaku mirip dengan balok-balok *outrigger* untuk menggantikan fungsi *outrigger* sebagai sistem struktur penahan beban lateral.

Belt truss merupakan struktur rangka batang yang ditempatkan pada kolom-kolom eksterior dan mengelilingi gedung di sebelah luar. Nair (1998) memperkenalkan *belt truss* dengan sebutan *virtual outrigger* karena penempatannya yang tidak berada di tengah denah bangunan tetapi tetap mampu berfungsi seperti *outrigger*

Nair (1998) juga menyebutkan beberapa keuntungan dari penggunaan *belt truss* sebagai sistem *virtual outrigger* yang dapat mengeliminir masalah-masalah yang timbul pada sistem *outrigger* ini, antara lain:

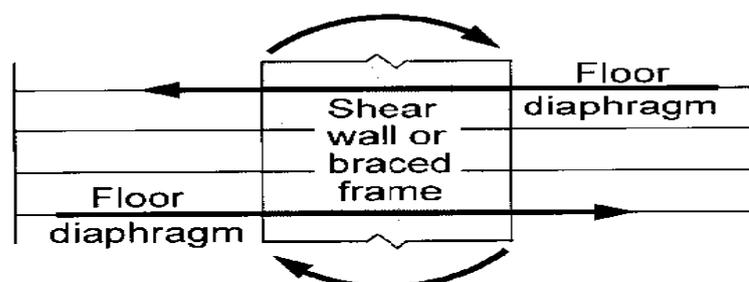
- a) Tidak adanya balok rangka diagonal “raksasa” yang terbentang dari dinding geser (*core*) hingga bagian luar dari gedung (kolom-kolom eksterior).
- b) Pendetailan sambungan rangka batang dengan *core* yang rumit dapat dihindari.
- c) Penempatan kolom-kolom super tidak terikat dengan syarat lokasi tertentu karena *belt truss* berada di sekeliling bangunan.
- d) Perbedaan perpendekkan antara *core* dengan kolom-kolom eksterior tidak mempengaruhi kinerja dari sistem *virtual outrigger*, hal ini disebabkan karena *belt truss* diletakkan di sekeliling struktur dan tidak berhubungan langsung dengan *core*.

Sistem *virtual outrigger* mampu mengeliminasi hubungan langsung antara dinding geser dengan kolom-kolom luar yang dilakukan oleh balok-balok *outrigger*. Oleh karena itu, dasar pemikiran utama dari sistem ini yaitu penggunaan lantai diafragma yang mempunyai kekakuan yang besar pada bidangnya (*in-plane stiffness*) atau dapat juga dilakukan dengan penggunaan balok-balok portal yang memiliki kekakuan yang cukup besar.

Fungsi dari lantai diafragma ataupun balok portal ini adalah untuk mentransfer momen guling (*overturning moment*) yang dialami *core* akibat gaya lateral menjadi gaya kopel horisontal dari dinding geser ke struktur rangka batang. Selanjutnya *belt truss* akan mengkonversi gaya kopel horisontal pada diafragma lantai menjadi gaya kopel vertikal pada kolom-kolom eksterior.

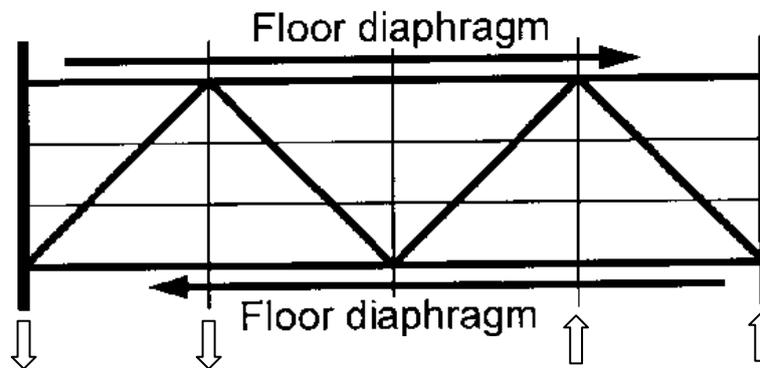
Mekanisme dari sistem *virtual outrigger* yang diungkapkan oleh Nair (1998) dalam makalahnya adalah sebagai berikut:

1. Transfer gaya lateral yang berupa momen guling (*overturning moment*) dari dinding geser (*core*) ke diafragma lantai (*floor diaphragm*).



Gambar 2.4. Transfer *Overturning Moment* dari *Core* ke Diafragma Lantai (Nair,1998)

2. Transfer gaya dari diafragma lantai ke seluruh kolom eksterior melalui *belt truss*.

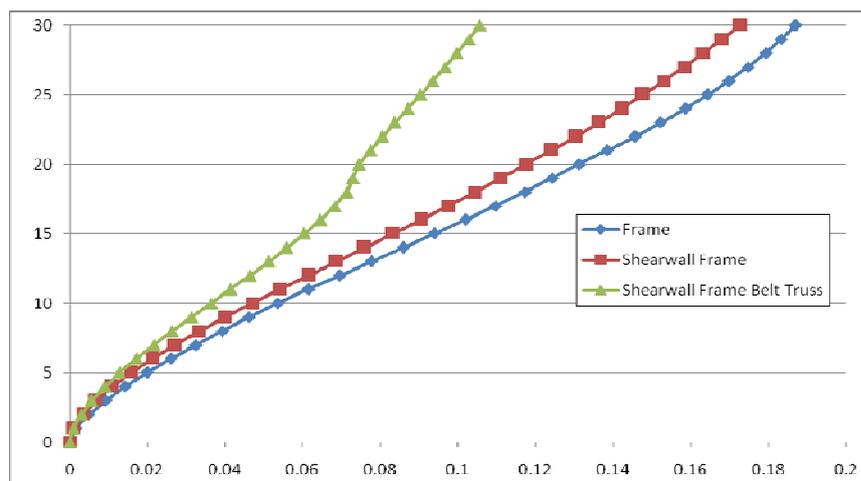


Gambar 2.5. Transfer Gaya dari Diafragma Lantai ke Kolom Eksterior (Nair, 1998)

2.1.3. Perbandingan Perilaku Sistem Struktur Gedung Tinggi

Perbandingan yang ditinjau pada perilaku sistem struktur gedung tinggi ini adalah mengenai besarnya nilai simpangan dan momen yang terjadi apabila diberikan beban dalam arah lateral.

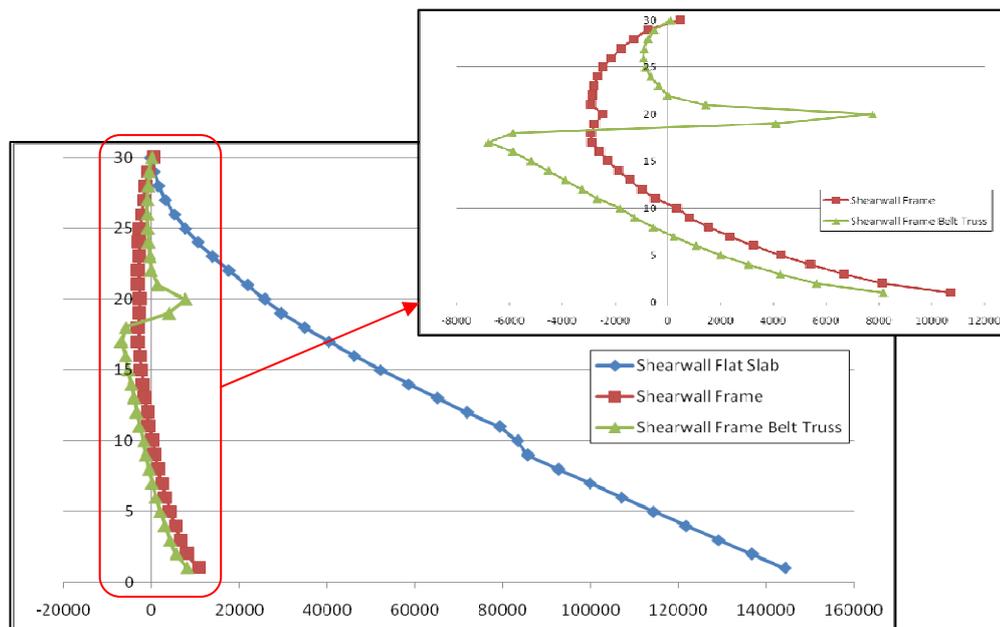
Perbandingan perilaku sistem struktur bangunan tinggi berdasarkan besar simpangan yang terjadi ditinjau pada beberapa jenis sistem struktur, yaitu sistem struktur *rigid frame*, *shearwall frame* dan *shearwall frame - belt truss*. Hasil dari perbandingan perilaku sistem struktur tinggi berdasarkan besar simpangan dapat dilihat pada Gambar 2.6 :



Gambar 2.6. Perbandingan Besar Simpangan pada Beberapa Sistem Struktur Bangunan Tinggi

Dari Gambar 2.6 dapat ditarik kesimpulan bahwa sistem struktur *shearwall frame – belt truss* mempunyai nilai simpangan terkecil dibandingkan sistem struktur yang lain. Jadi sistem struktur *shearwall frame – belt truss* dapat dianggap paling efektif untuk mengatasi masalah simpangan pada bangunan tinggi.

Hasil dari perbandingan perilaku sistem struktur tinggi berdasarkan nilai momen dapat dilihat pada Gambar 2.7 :



Gambar 2.7. Perbandingan Nilai Momen pada Beberapa Sistem Struktur Bangunan Tinggi

Taranath (1988) mengemukakan bahwa penempatan posisi *outrigger* yang paling efektif diletakkan di posisi $2/3$ dari tinggi total bangunan diukur dari dasar bangunan. Oleh karena fungsi *belt truss* identik dengan fungsi dari *outrigger*, maka pada penelitian kali ini pengambilan posisi *belt truss* diletakkan di posisi $2/3$ dari tinggi total bangunan diukur dari dasar bangunan.

Dari Gambar 2.7 dapat ditarik kesimpulan bahwa sistem struktur *shearwall frame – belt truss* adalah sistem struktur yang lebih baik daripada sistem struktur *shearwall frame* maupun *shearwall – flat slab*. Hal ini terbukti dari nilai momen pada dasar bangunan dengan sistem struktur *shearwall frame – belt truss* yang lebih kecil dibandingkan dengan sistem yang lainnya.

2.2. Persyaratan Gempa Rencana Menurut SNI 03-1726-2002

2.2.1. Daktilitas Struktur Bangunan dan Perencanaan Kapasitas

Daktilitas merupakan kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa di atas beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Daktilitas struktur gedung (μ) adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan (δ_m) dengan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama (δ_y). Daktilitas yang tersedia pada struktur dapat dinyatakan dengan persamaan berikut:

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2.1)$$

Dimana $\mu = 1,0$ merupakan daktilitas untuk struktur gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan μ_m adalah daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem stuktur gedung yang bersangkutan.

Pada Tabel 2.1 ditetapkan nilai μ_m yang dapat dikerahkan oleh beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung berikut faktor reduksi maksimum R_m yang bersangkutan.

Karena pada Tabel 2.1 tidak tersedia referensi tentang jenis struktur yang dipakai dalam penelitian ini, yaitu sistem struktur *shearwall frame-belt truss*, maka untuk studi ini dicoba terlebih dahulu menggunakan faktor reduksi beban gempa $R_m = 6$, dimana pada Tabel 2.1. nilai tersebut berlaku untuk sistem struktur dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh.

Tabel 2.1. Faktor Daktilitas maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur, dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsystem Struktur Gedung (SNI 03-1726-2002)

Sistem dan subsystem struktur bangunan gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R _m	f	
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8	
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2	
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi				
	a. Baja	2,8	4,4	2,2	
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2	
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing).	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8	
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8	
	3. Rangka bresing biasa				
	a. Baja	3,6	5,6	2,2	
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2	
	4. Rangka bresing konsentrik khusus				
	a. Baja	4,1	6,4	2,2	
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8	
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail Penuh	3,6	6,0	2,8	
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail Parsial	3,3	5,5	2,8	
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)				
	a. Baja	5,2	8,5	2,8	
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8	
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8	
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)				
	a. Baja	2,7	4,5	2,8	
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8	
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8	
	4. Sistem ganda Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda	1. Dinding geser			
		a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
b. Beton bertulang dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8	
c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang		4,0	6,5	2,8	
2. RBE baja					
a. Dengan SRPMK baja		5,2	8,5	2,8	
b. Dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8	
3. Rangka bresing biasa					
a. Baja dengan SRPMK baja		4,0	6,5	2,8	
b. Baja dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8	
c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)		4,0	6,5	2,8	
d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)		2,6	4,2	2,8	
4. Rangka bresing konsentrik khusus					
a. Baja dengan SRPMK baja		4,6	7,5	2,8	
b. Baja dengan SRPMB baja		2,6	4,2	2,8	

Tabel 2.1. Faktor Daktilitas maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, Faktor Tahanan Lebih Struktur, dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Gedung (lanjutan)

Sistem dan subsistem struktur bangunan gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
5. Sistem struktur bangunan gedung kolom kantilever: (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur bangunan gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh,	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail Parsial	3,3	5,5	2,8

2.2.2. Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan

Pada penelitian ini, bangunan yang didesain termasuk struktur gedung tidak beraturan, karena tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral adalah 105 meter (30 lantai), sehingga analisis yang dilakukan terhadap gempa digunakan analisis respons dinamik.

2.2.2.1. Analisis Respons Dinamik

Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pengaruh gempa rencana dapat dilakukan dengan analisis dinamik 3 dimensi berupa analisis respons dinamik linier dari analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana.

Penjumlahan respons ragam untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Square* atau SRSS). Pada penelitian ini menggunakan metoda Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination* atau CQC).

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan nominal (V) akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama (V_1).

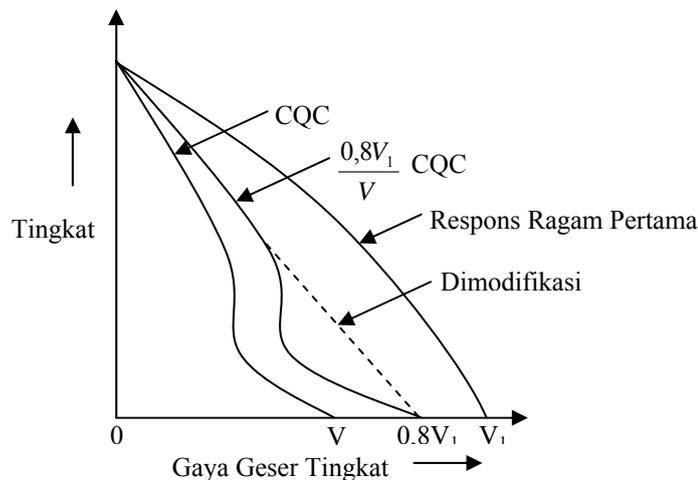
$$V \geq 0,8 V_1 \quad (2.2)$$

Untuk memenuhi persyaratan tersebut maka gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi gedung struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu harus dikalikan dengan suatu faktor skala.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8V_1}{V} \geq 1 \quad (2.3)$$

di mana:

- V_1 Gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama saja (statik ekuivalen)
- V Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan



Gambar 2.8. Diagram Gaya Geser Tingkat Nominal Sepanjang tinggi Struktur (SNI 03-1726-2002)

2.2.2.2. Analisis Respons Dinamik Riwayat Waktu (*Time History*)

Pada penelitian ini, analisis respons dinamik non-linier riwayat waktu dilakukan dengan metoda analisis dinamik tiga dimensi dengan bantuan suatu data akselerogram gempa. Analisis ini dilakukan untuk mempelajari perilaku gedung dari detik ke detik, baik dalam keadaan elastik maupun pasca-elastik.

Akselerogram gempa masukan harus diambil dari rekaman gerakan tanah akibat gempa yang didapat di suatu lokasi yang mirip kondisi geologi,

topografi, dan seismotektoniknya dengan lokasi tempat struktur gedung yang ditinjau berada. Akselerogram gempa yang dipakai pada penelitian ini adalah akselerogram gempa El Centro N-S yang telah direkam pada tanggal 18 Mei 1940 di California yang telah dimodifikasi terhadap periode ulang gempa 500 tahun dengan program RESMAT (Lumantarna, 1997), berdasarkan SNI 03-1726-2002.

2.2.2.3. Analisis Statis *Pushover* Nonlinier

Salah satu metode untuk mengetahui kinerja struktur saat diberi beban gempa rencana adalah analisis statis *pushover* nonlinier (ATC-40,1997). Analisis statis *pushover* nonlinier merupakan metode yang lebih sederhana dibandingkan metode analisis nonlinier yang lainnya. Pada penelitian ini Analisis Statis *Pushover* Nonlinier dilakukan dengan bantuan program ETABS v.9.07.

Konsep dasar dari analisis statis *pushover* nonlinier adalah memberikan pola beban lateral statis tertentu dalam suatu arah yang ditingkatkan secara bertahap. Ketika momen yang terjadi pada elemen struktur melewati kapasitasnya maka akan muncul sendi plastis (*plastic hinge*), sehingga struktur menjadi non-linier. Metode khusus dibutuhkan untuk menyelesaikan kondisi non-linier ini dengan cara memindahkan beban yang dipikul sendi sebelumnya dan mendistribusikannya pada elemen struktur didekatnya, hal ini disebut *unloading method*. Penjelasan selengkapnya dapat dilihat pada Help ETABS v9.07 2006. Penambahan beban lateral statis ini dihentikan sampai struktur tersebut mencapai *displacement* maksimum atau beban tertentu atau ketika struktur mencapai kondisi keruntuhan.

2.2.2.4. Pengaruh P-Delta

Apabila ketinggian struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral lebih dari 10 tingkat atau 40 meter, harus diperhitungkan terhadap pengaruh P-Delta, yaitu suatu gejala yang terjadi pada struktur gedung yang fleksibel, dimana simpangan ke samping yang besar akibat beban gempa lateral menimbulkan momen tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping.

2.3. Konsep Desain Struktur Beton

2.3.1. Perencanaan Balok dan Kolom dengan Desain Kapasitas (*Capacity Design*)

Prinsip dasar pada analisis dan desain struktur bangunan tahan gempa adalah kesetimbangan antara kapasitas (*capacity*) dan kebutuhan (*demand*). Kapasitas yang dimaksud dalam hal ini adalah kekuatan struktur sedemikian, sehingga dengan tercukupinya kebutuhan kekuatan tersebut, struktur mampu menahan beban dengan aman. Konsep utama dalam *Capacity Design* berdasarkan SNI 03-1726-2002 adalah “*strong column weak beam*”. Dalam konsep *Capacity Design*, perencanaan kolom didasarkan pada kapasitas momen nominal aktual balok. Dengan demikian perencanaan kolom baru dapat dilakukan setelah perencanaan balok.

Kuat lentur kolom pada pusat hubungan balok kolom harus direncanakan sesuai dengan kemungkinan terjadinya sendi plastis di kedua ujung balok. Hal ini bertujuan agar persyaratan “*strong column weak beam*” dapat terpenuhi. Maksudnya adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom harus paling sedikit 1,2 kali lebih besar dari jumlah momen pada pusat hubungan balok-kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok – balok yang merangka pada suatu kolom tersebut.

2.3.2. Perencanaan Struktur Dinding Geser (*Shearwall*)

2.3.2.1. Perencanaan Dinding Geser (*Shearwall*) terhadap Beban Lentur-Aksial

Perencanaan dinding geser yang dikhususkan untuk memikul beban gempa, harus memperhitungkan kuat perlu momen sebagai berikut :

$$M_u = 1,4 M_D \quad (2.4)$$

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L \quad (2.5)$$

$$M_u = 1,2 M_D + 0,5 M_L \pm 1,0 M_{Ex} \pm 0,3 M_{Ey} \quad (2.6)$$

$$M_u = 0,9 M_D \pm 1,0 M_{Ex} \pm 0,3 M_{Ey} \quad (2.7)$$

dan kuat perlu aksial sebagai berikut :

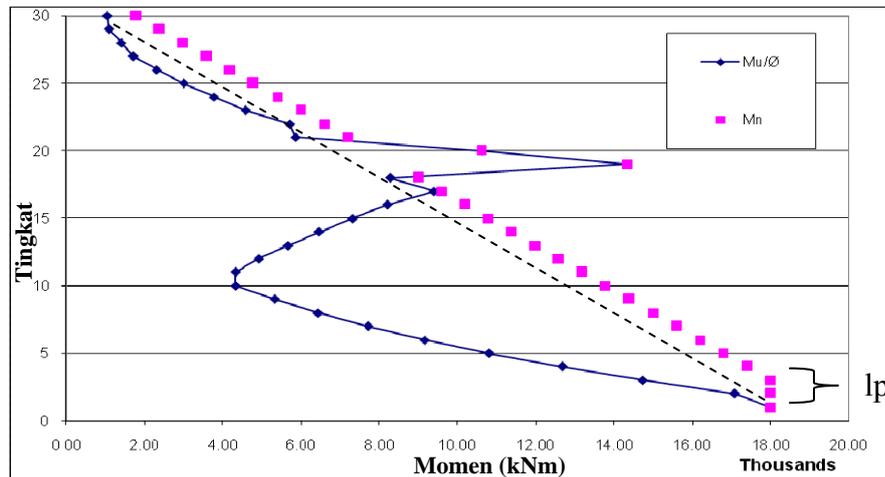
$$N_u = 1,4 N_D \quad (2.8)$$

$$N_u = 1,2 N_D + 1,6 N_L \quad (2.9)$$

$$N_u = 1,2 N_D + 0,5 N_L \pm 1,0 N_{Ex} \pm 0,3 N_{Ey} \quad (2.10)$$

$$N_u = 0,9 N_D \pm 1,0 N_{Ex} \pm 0,3 N_{Ey} \quad (2.11)$$

Agar dinding geser (*shearwall*) tetap berperilaku elastik pada semua penampangnya, kecuali pada penampang kritis tempat terjadinya sendi plastis pada dasar dinding dan pada level yang dipasang *belt truss* (Moehle, 2007) karena terjadinya loncatan momen pada level tersebut, sehingga dinding harus direncanakan dengan ketentuan seperti terlihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9. Bidang Momen yang diperhitungkan dalam Perencanaan *Shearwall*

Menurut Taranath (1988) nilai l_p (panjang terjadinya sendi plastis pada kaki *shearwall*) ditetapkan sebesar :

$$l_p = 0,08 \times H + 0,022 \times d_b \times f_y \quad (2.12)$$

Sedangkan menurut Paulay (1992), nilai l_p tersebut adalah :

$$l_p = L_w \quad (2.13)$$

$$l_p = 0,2 \times L_w + 0,044 \times H \quad (2.14)$$

dimana :

H = tinggi *shearwall* dari dasar sampai puncak bangunan

d_b = diameter tulangan lentur *shearwall*

f_y = mutu beton yang digunakan untuk tulangan lentur *shearwall*

L_w = Panjang *shearwall*

Dari ketiga nilai l_p di atas diambil nilai terbesar sebagai panjang terjadinya sendi plastis pada kaki *shearwall* untuk penelitian ini.

Untuk desain penulangan lentur *shearwall* dilakukan kombinasi pembebanan lentur (M_n desain) dan aksial (N_u), dengan $\phi = 0,65$. Kemudian direncanakan dengan membuat M-N Diagram.

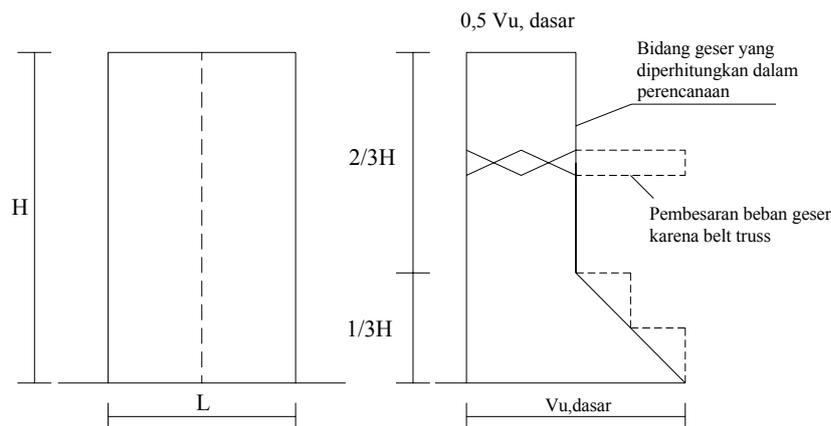
2.3.2.2. Perencanaan Dinding Geser (*Shearwall*) terhadap Beban Geser

Kuat geser perlu struktur dinding ditentukan berdasarkan analisis beban lateral, dengan kombinasi sebagai berikut :

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + 1,0 V_{Ex} + 0,3 V_{Ey} \quad (2.13)$$

Untuk menjamin agar struktur dinding memiliki kuat geser yang cukup sepanjang tinggi dinding, maka gaya geser perlu akibat beban kombinasi harus dimodifikasi dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Pada dasar dinding ditentukan sebesar V_u , dasar.
2. Nilai ini ditarik linier hingga $1/3$ tinggi bangunan, dengan nilai kuat geser perlu sebesar $1/2$ dari V_u , dasar.
3. Dari $1/3$ tinggi dinding hingga puncak struktur dinding, nilai kuat geser perlu yang digunakan adalah tetap, yaitu sebesar $1/2$ dari V_u , dasar.
4. Pada lantai yang terdapat *belt truss* terjadi pembesaran nilai kuat geser perlu sebesar nilai geser yang terjadi.



Gambar 2.10. Bidang Geser yang Diperhitungkan dalam Perencanaan

2.3.3. Perencanaan Struktur *Belt Truss*

Belt Truss merupakan elemen struktur yang diharapkan mampu bekerja bersama-sama dengan *shearwall* untuk menahan beban lateral dengan cara mentransfer gaya tersebut menjadi gaya aksial pada kolom eksterior. Untuk mempertahankan fungsi tersebut, *belt truss* didesain untuk mampu berperilaku elastis penuh dengan memperbesar beban yang terjadi sebesar faktor reduksi gempa yang dipakai pada penelitian ini, yaitu sebesar 6. Konsep desain yang dipakai dalam perencanaan struktur *belt truss* dalam penelitian ini adalah desain

sebagai komponen lentur aksial konvensional berdasarkan beban kombinasi terfaktor. Faktor reduksi (ϕ) yang digunakan untuk kombinasi tarik sebesar 0,8, sedangkan untuk kombinasi tekan sebesar 0,65.